

論文 不同沈下を受ける RC 建造物の時間依存性を考慮した損傷評価に関する FEM 解析

ケイ ショウコ*1・渡部嗣道*2

要旨：2 スパンの上部構造モデルと地盤モデルからなる RC 建造物のモデルを作成し、中央の柱に不同沈下が生じたときの時間依存性を考慮したクリープ変形を伴う非線形 FEM 解析を行った。不同沈下は、即時沈下と時間依存性を有する圧密沈下を想定した。その結果、圧密沈下モデルについてはクリープによる応力緩和によって即時沈下モデルよりもひび割れ幅は小さくなる結果を示したが、本解析条件においてはすべてのモデルについて使用限界を超えない値となった。しかし、引張鉄筋については、クリープの影響は小さく、部材角が大きくなるほどその値も大きくなり、限界部材角内であっても無視できない結果を得た。

キーワード：クリープ、不同沈下、有限要素法、基礎梁、圧密沈下

1. はじめに

基礎構造は上部構造を支えるものとして十分に堅固なものでなければならないが、地盤沈下で生じる不同沈下によって、基礎ならびに上部構造物は損傷を生じることがある。地盤沈下は即時沈下と圧密沈下に分けられ、前者は砂質地盤の短期的な変形、後者は粘土質地盤の中長期的な変形によって生じる。そこで、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」(以下、基礎構造設計指針)¹⁾では、各基礎構造に対して想定荷重に応じた要求性能が設定され、常時荷重に対しては使用限界状態としての限界値が設定されている。この場合、上部構造および基礎部材に対して耐久性に支障が生じないという要求性能が記されており、鉄筋コンクリート構造の場合の直接基礎についての使用限界値の目安としての限界変形角が表-1 のように記されている。この目安の根拠は、過去に実施された鉄筋コンクリート造建物の被害調査²⁾や戸建住宅における不同沈下による障害調査³⁾などからの提案値などが参考とされている¹⁾。しかし、前者は主に上部構造物の躯体に付帯した壁のひび割れ幅の調査結果によるものであり、基礎梁に関する損傷調査ではない。また、後者は木造住宅の基礎梁を対象とした調査に基づいており、鉄筋コンクリート建造物の上部構造を対象としていない。

そこで本研究では、鉄筋コンクリート造の基礎梁ならびに上部構造物の梁について、不同沈下によって発生する部材角と損傷との関係をより詳細に評価するために、直接基礎を対象とし、常時荷重時の不同沈下による変形と損傷に関する FEM 解析を実施したので、その結果を報告する。

2. 圧密沈下における既往の研究と本解析の考え方

基礎構造設計指針によると、圧密沈下量を推定する場合には、柱からの鉛直荷重と構成地盤の沈下特性だけで

表-1 使用限界に至らないための限界変形角[※]

構造	即時沈下(rad)	圧密沈下(rad)
鉄筋コンクリート造	(0.5~1.0)×10 ⁻³ (1/2000~1/1000)	(1.0~2.0)×10 ⁻³ (1/1000~1/500)

※直接基礎の場合

なく、上部構造物の剛性も加味した方法で推定する必要が記されている。この場合、原則として粘土質の圧密地盤ならびに上部構造物のコンクリートは変形過程における時間依存性と塑性化による剛性低下をともに考慮する必要がある⁴⁾。これまで上部構造物の剛性が圧密沈下に及ぼす影響については、土屋ら^{5),6)}のほか、芳賀⁷⁾の研究など多く見られるが、沈下が上部構造物の損傷に与える影響に関する研究は非常に少ない。大崎⁸⁾は門型ラーメンにおいて不同沈下する場合の骨組に作用する応力算定を行っている。また、松尾⁹⁾らは、上部構造物の塑性化による剛性低下やコンクリートのクリープ性状を考慮して立体架構をモデル化し、不同沈下時の骨組の変形・応力解析を行っている。しかし、これらは、圧密沈下過程ではなく有効弾性係数法などの終局沈下時の状態のみを対象としており、コンクリート並びに地盤沈下の変形過程に沿った解析ではない。そのため、本研究では圧密沈下については地盤の沈下過程と上部構造物の時間依存性を有する変形過程を考慮した解析を行うこととした。

3. 解析方法

3.1 不同沈下と相対沈下

本研究は、継続的に生じる不同沈下を受ける鉄筋コンクリート建造物を想定して、基礎構造と上部構造の変形ならびにその損傷の程度を解析的に評価するものである。そのため、構造物にとって、不同沈下が実質的な負荷となる。沈下は、前述のように即時沈下と圧密沈下に大きく分けられるが、圧密沈下における沈下量や沈下時間は、

*1 大阪公立大学大学院 生活科学研究科居住環境学専攻 修士(学術) (学生会員)

*2 大阪公立大学大学院 生活科学研究科居住環境学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

上部構造物の荷重や沈下層の厚さのほか、地盤の性質である土粒子の間隙比や透水性の大きさなどによって異なる。図-1 に基礎構造設計指針に記されている圧密沈下に係る時間-沈下ひずみ関係を示す。圧密沈下は経過時間とともに増大し、一般的に時間軸を対数表示され、Terzaghi 理論による一次圧密とその後の地盤のクリープによる二次沈下に分けられるが、本解析ではそれらを含めて、図-1 のように巨視的な性状を表すものとして、ほぼ直線に近い経時変化を示すものとした。ここで、沈下によって建物の構造上の問題となるのは相対沈下である¹⁾。不同沈下量に対して建物全体の傾斜分を差し引いたのが相対沈下量であるが、この相対沈下量も図-1 のような経時変化を示すものとした。

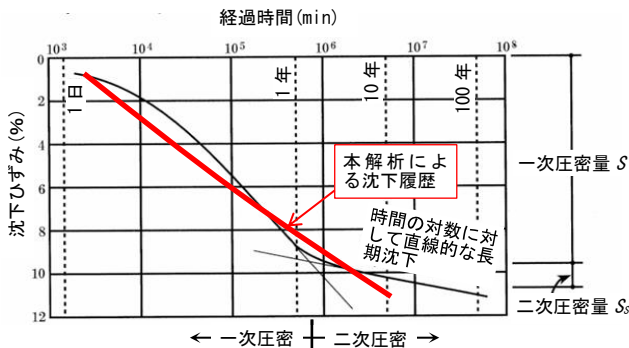


図-1 二次圧密を考慮した時間-沈下ひずみ関係の概念図¹⁾と本解析における沈下履歴

3.2 解析モデル

(1) 解析モデルの概要

本解析では、著者らが開発した FEM 解析ソフト¹⁰⁾を使用した。解析モデルの骨組概要を図-2 に示す。本解析では大崎⁸⁾によって実施された解析モデルを参考とし、大崎は簡単な 1 スパンの柱および梁からなるフレームモデルに対して、本解析では左右対称とし、2 スパンの 3 本の柱および 2 本の上部梁からなるフレームに基礎梁をさらに設置した。図-3 に FEM モデルを示す。解析モデルは、鉄筋コンクリート造である基礎構造および上部構造のモデルと地盤モデルで構成し、独立基礎を想定した。

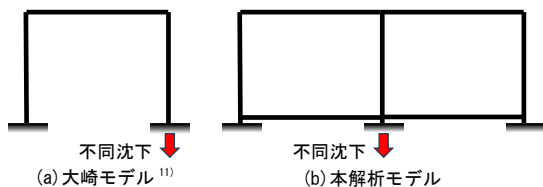


図-2 骨組モデルの概要

(2) 上部構造モデルの構成要素

上部構造におけるコンクリート要素は既報¹¹⁾と同様に 8 節点立体モデルとした。そして、柱と上部梁 (2 階梁) との接合部は弾性体とし、それ以外の柱、上部梁、

基礎梁、基礎梁と柱との接合部は弾塑性体とした。これらのすべての要素は、既報¹¹⁾と同様にコンクリートのクリープ変形を呈するものとした。

コンクリートの弾塑性体要素の構成則は既報¹¹⁾と同様に全ひずみモデルを適用しており、応力ひずみ関係に関連する圧縮領域における圧縮破壊エネルギーは中村式¹²⁾を適用し、引張領域については引張強度ほか各種力学的性質を (公社) 土木学会式¹³⁾に準拠した。また、鉄筋は離散鉄筋モデルとし、バイリニア型の完全弾塑性とした。ただし、本研究では鉄筋コンクリート構造物のクリープの影響を主として評価するために鉄筋とコンクリートとの節点間は剛結とし、なるべく解析モデルは単純化した。引張域におけるひび割れ解析とコンクリートのクリープ解析においても逐次積分法によった。なお、ここでは、塑性ひずみならびに弾性ひずみを既報¹¹⁾と同様に図-4 のように定義し、塑性ひずみをひび割れひずみとし、ひび割れ幅の評価に適用した。

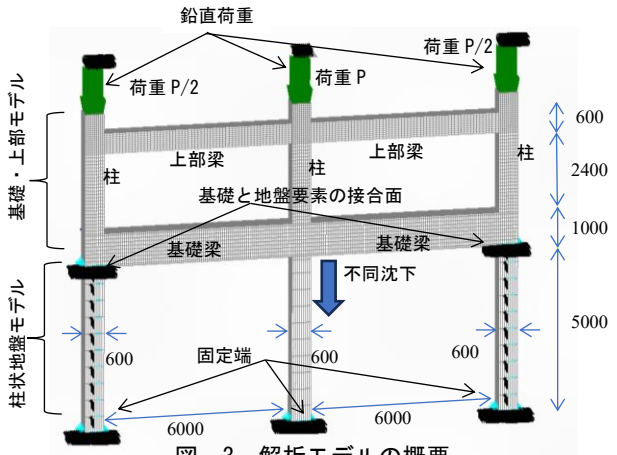


図-3 解析モデルの概要

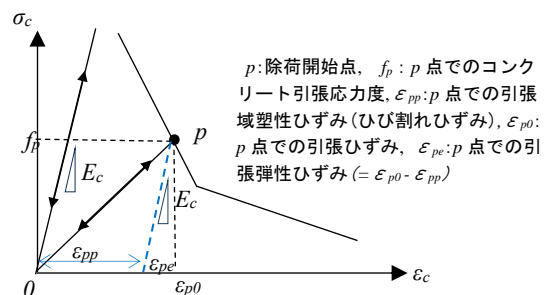


図-4 引張域塑性ひずみの定義

(3) 地盤モデルの構成要素

地盤モデルは、図-3 に示すように、柱状のモデルを柱・基礎梁接合部の下に設け、独立基礎を想定した。そして、上部柱のコンクリート断面と同じ断面とし、柱の軸力に応じて鉛直方向に変形する 1 次元モデルとした。ここで、地盤要素はコンクリート要素と同様に 8 節点立体モデルとし、上部柱と同じ断面として弾性体要素とした。ここで、即時沈下と圧密沈下の構成則は異なる。

圧密沈下の場合には、両端の地盤モデルは時間依存性

の変形のない構成則を有し、中央の地盤モデルの沈下量が図-1に示すように時間依存性の変形を呈するように工夫した。そこで、圧密沈下モデルの相対沈下量 $S_a(t)$ は、疑似的にクリープ変形性状を示すものとして単純な(1)~(3)式で表すものとした。ここで、 t :経過時間(日)、 $CR(t)$:単位応力度当たりの地盤の疑似クリープ係数 ($-/(N/mm^2)$)、 k :地盤の疑似クリープ係数の大きさを表す係数、 $\varepsilon(t)$:沈下ひずみ(-)、 σ_g :地盤応力度(N/mm^2)、 L :沈下量を求めるための疑似地盤深さ(mm)を表す係数である。なお、 k は解析時に仮設定し、設定した解析期間で目標とした相対沈下量に達するように繰り返し長期解析を行って、その目標値にほぼ同等となる時点で k を特定した。

$$S_a(t) = \varepsilon(t) \cdot L \quad (1)$$

$$\varepsilon(t) = CR(t) \cdot \sigma_g \quad (2)$$

$$CR(t) = k \cdot \log(t+1) \quad (3)$$

図-5に地盤モデルにおける沈下量の経時変化の例を示す。経過時間の対数値と相対沈下量の関係は、やや下に凸の性状を示すが、概ね直線に近い履歴を示した。

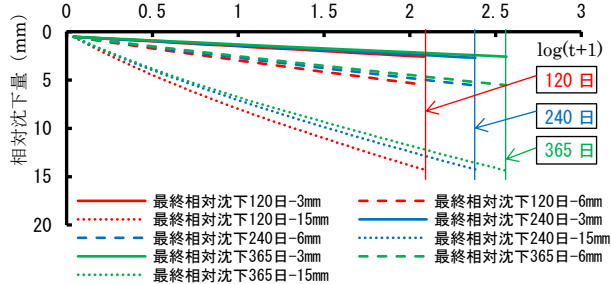


図-5 相対沈下量の経時変化例

一方、即時沈下の場合には、相対沈下量 S_b を調整するために、次式で中央地盤モデルと両端の地盤モデルの弾性係数の違いによって発生させた。ここで、 $\angle k$:中央地盤モデルと両端地盤モデルのひずみ差、 E_e :両端の地盤モデルの弾性係数、 E_c :中央地盤モデルの弾性係数を示す。

$$S_b = \angle k \cdot L \quad (4)$$

$$\angle k = \sigma_g / (E_e - E_c) \quad (5)$$

(4) 荷重と境界条件

図-3に示すように、3本の柱柱頭には軸力が生じるように鉛直方向に荷重を載荷した。その大きさは地盤の沈下設定量によって異なるが、最も大きな沈下量の設定値を生じるための中央柱上部の鉛直力は、コンクリート強度から算定した柱耐力(圧縮強度×断面積)の20%とした。そして、中央と両端との鉛直荷重の比は2:1とした。また、地盤モデルの境界条件について、下面は完全固定とし、地盤要素と基礎梁との接合面の節点は、両端の2本の地盤要素の上部について、鉛直方向のみ自由変形とし、それ以外の境界条件は拘束とした。

(5) 部材断面

上部の梁寸法は幅 480×せい 600×内法長さ 6000mm(ス

パン:6600mm)とし、主筋は上端・下端とも各4本・計8本設置し、鉄筋径はD19とした。せん断補強筋はD13を100mm間隔とした。3本の柱寸法は幅600×せい600×内法長さ2400mmとし、主筋は長手方向のみの曲げモーメントに効果があるように両端とも各5本・計10本設置し、鉄筋径はD22とした。せん断補強筋はD13を100mm間隔とした。基礎梁は、幅600×せい1500×内法長さ6000mm(スパン:6600mm)とし、主筋は上端・下端とも各5本・計10本設置し、鉄筋径はD32とした。せん断補強筋はD19を240mm間隔とした。また、コンクリート表面と主筋中心との距離は梁幅あるいは梁せいの0.1倍とした。図-6に各部材の断面モデルを示す。なお、鉄筋は主筋およびせん断補強筋ともにSD345とした。

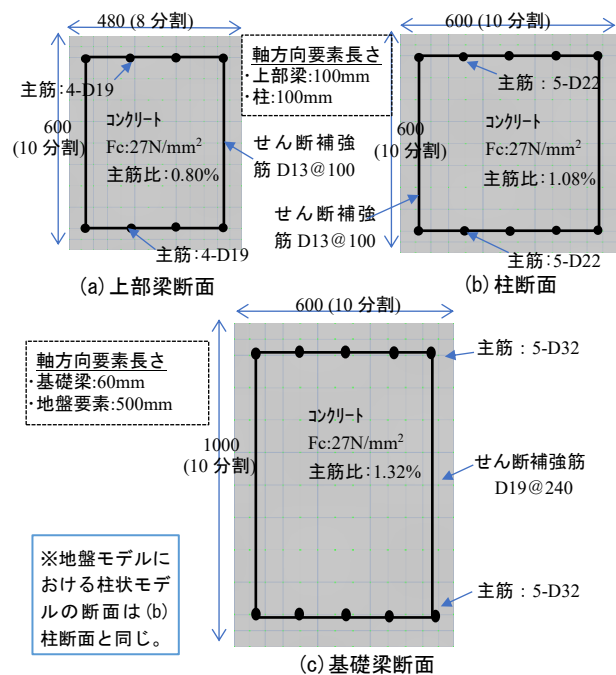


図-6 部材断面(寸法と要素分割)

(6) コンクリートに関する設定条件

解析期間は工事期間を1か月間としてそれから開始した期間とした。コンクリートのクリープひずみの履歴は、前報¹¹⁾と同様に今回も実構造物の長期的な性状も実証されている土木学会の算定式¹³⁾に準拠した。本解析は逐次積分法を適用しているので、不同沈下が増加するたびに応力が発生し、その都度クリープひずみや塑性ひずみが算定される。コンクリートの圧縮強度は $27N/mm^2$ とした。想定するコンクリートは、単位水量の小さな高性能 AE 減水剤による実用的なコンクリートを適用することとした。その調合(標準調合表14)を表-2に示す。

表-2 コンクリート調合表¹⁴⁾

呼び強度	粗骨材最大寸法	スランプ	単位水量	水セメント比	細骨材率	単位粗骨材量
—	mm	cm	kg/m ³	%	%	kg/m ³
27	20	18	180	54	48.4	913

3.3 解析因子と水準

表-3に、モデルの種類と設定値を示す。解析因子は、中央の柱下面と両端の柱下面の相対沈下量の最終値とそれに至る期間である。相対沈下量は、表-1の学会基準における限界変形角を参考に目標値を設定した。即時沈下をシリーズIとし、圧密沈下をシリーズIIとした。沈下時間は、即時沈下の場合には0日（地盤のクリープなし）、圧密沈下の場合には120日～18250日（最大約50年）を設定した。

表-3 モデルの種類と設定値

シリーズ	モデル名	目標相対沈下量 (mm) (部材角 (rad))	到達時間 (日)	部材角の実績値 (rad)	k
I	Model11	0	即時	0	-
	Model12	1.5 (1/4400)		0.00015 (1/6667)	-
	Model13	3.0 (1/2200)		0.00038 (1/2632)	-
	Model14	6.0 (1/1100)		0.00081 (1/1235)	-
	Model15	15.0 (1/440)		0.00203 (1/493)	-
	Model16	30.0 (1/220)		0.00325 (1/308)	-
II	Model17	0	120	0	0
	Model18	1.5 (1/4400)		0.00017 (1/5882)	0.27
	Model19	3.0 (1/2200)		0.00039 (1/2564)	1.12
	Model110	6.0 (1/1100)		0.00083 (1/1205)	3.09
	Model111	15.0 (1/440)		0.00216 (1/463)	11.6
	Model112	30.0 (1/220)		0.00442 (1/226)	48.3
	Model113	0	240	0	0
	Model114	1.5 (1/4400)		0.00017 (1/5882)	0.23
	Model115	3.0 (1/2200)		0.00041 (1/2439)	1.03
	Model116	6.0 (1/1100)		0.00084 (1/1190)	2.72
	Model117	15.0 (1/440)		0.00216 (1/463)	9.94
	Model118	30.0 (1/220)		0.00442 (1/226)	40.4
	Model119	0	365	0	0
	Model120	1.5 (1/4400)		0.00017 (1/5882)	0.20
	Model121	3.0 (1/2200)		0.00039 (1/2564)	0.90
	Model122	6.0 (1/1100)		0.00084 (1/1190)	2.51
	Model123	15.0 (1/440)		0.00218 (1/459)	9.45
	Model124	30.0 (1/220)		0.00443 (1/226)	38.2
	Model125	0	3650	0	0
	Model126	1.5 (1/4400)		0.00017 (1/5882)	0.15
	Model127	3.0 (1/2200)		0.00040 (1/2500)	0.64
	Model128	6.0 (1/1100)		0.00086 (1/1163)	1.79
	Model129	15.0 (1/440)		0.00219 (1/457)	6.50
	Model130	30.0 (1/220)		0.00444 (1/225)	24.2
	Model131	0	18250	0	0
	Model132	1.5 (1/4400)		0.00018 (1/5556)	0.13
	Model133	3.0 (1/2200)		0.00040 (1/2500)	0.52
	Model134	6.0 (1/1100)		0.00084 (1/1190)	1.42
	Model135	15.0 (1/440)		0.00221 (1/452)	5.21
	Model136	30.0 (1/220)		0.00442 (1/226)	18.3

4. 解析結果

4.1 部材角とひび割れコンター

実質的な部材角は、柱と基礎梁の接合部あるいは柱と上部梁の接合部の沈下量をその中心間距離(6600mm)で除した値とした。解析終了時の部材角と(3)式におけるkの値を同表に示した。部材角の実績値は1/6667～1/225の値の範囲であった。図-7に、基礎梁と上部梁の部材角の違いを示す。両者はほとんど同じであった。

図-8に、即時沈下解析モデル (Model14) と圧密沈下解析モデル (Model23) の解析最終段階でのひび割れコンターの例を示す。中央柱の沈下によって、基礎梁および上部梁の中央柱側の下端および端柱側の上端にいずれも複数のひび割れが生じたことが確認できる。ただし、基礎梁および上部梁ともに沈下による梁のひび割れの程度

は、端柱側の上端よりも中央柱側の下端の方が大きな値を示した。これは、左右の柱梁接合部の外側面の固定度が中央接合部の鉛直中心面よりも小さくなった結果と考えられる。この結果より、次節以降のひび割れ幅は梁の中央側下面について算定することとした。

4.2 ひび割れ幅の算定と鉄筋応力度

FEM解析値からひび割れ幅を求めるには、玉野・中村ら¹⁵⁾の弾性ひずみをほとんど無視できるとした要素長さの変化とする方法があり、著者の一人も乾燥収縮によって生じたスラブのひび割れ幅を求めている¹⁶⁾。しかし、ここでは、塑性ひずみに要素長さ（上部梁：100mm，基礎梁：50mm）を乗じ、ひび割れ幅を直接求める算定法とした。適用した要素は、コンクリート表面に位置するものである。

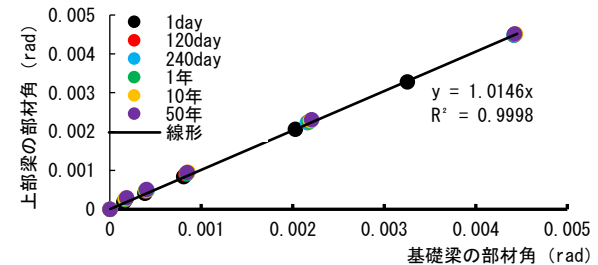


図-7 基礎梁と上部梁との部材角の違い

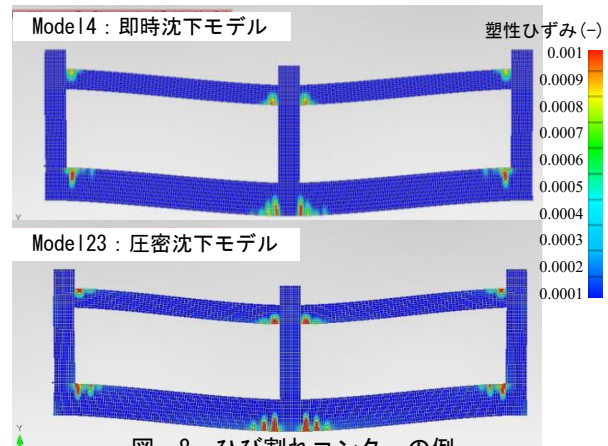


図-8 ひび割れコンターの例

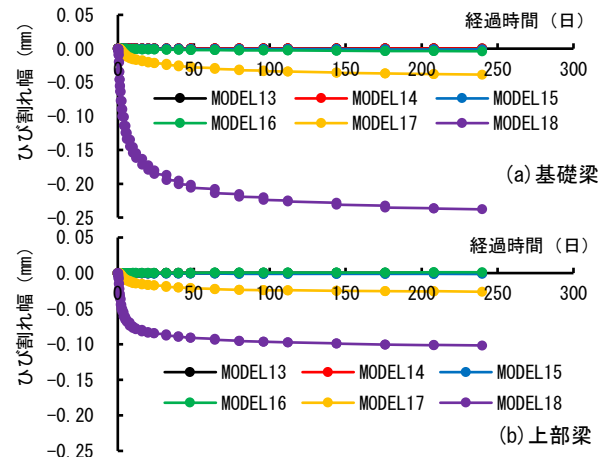


図-9 ひび割れ幅の経時変化例

図-9 に、梁下面のひび割れ幅が最大値を示す箇所のひび割れ幅の経時変化の例を基礎梁と上部梁について示す。いずれのモデルとも解析初期に急激にひび割れ幅は大きくなるが次第に一定値に収れんした。表-4 にシリーズ I における各モデルのひび割れ幅の最終結果を、表-5 に、シリーズ II における各モデルのひび割れ幅の最終結果をそれぞれ示す。

表-4 シリーズ I における主筋応力度とひび割れ幅

モデル名	基礎梁		上部梁	
	主筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	主筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)
Model1	3.848	0.0000443	4.506	0
Model2	9.534	0.0000912	9.976	0.0000108
Model3	31.31	0.000875	24.82	0.000825
Model4	119.4	0.086	99.42	0.0114
Model5	187.2	0.191	197.9	0.175
Model6	258.2	0.260	278.7	0.256

表-5 シリーズ II における主筋応力度とひび割れ幅

モデル名	基礎梁		上部梁	
	主筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)	主筋応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)
Model7	6.342	0.0000263	9.855	0.0000642
Model8	12.56	0.0000403	15.66	0.000226
Model9	23.82	0.000896	24.04	0.00107
Model10	57.35	0.00393	43.24	0.00394
Model11	179.1	0.0391	160.1	0.0273
Model12	317.4	0.243	277.3	0.117
Model13	6.597	0.0000945	10.60	0.00009
Model14	12.84	0.0000261	16.06	0.000195
Model15	24.78	0.00108	25.10	0.0013
Model16	53.46	0.00387	42.84	0.00114
Model17	180.0	0.0384	156.7	0.0263
Model18	315.6	0.238	277.6	0.102
Model19	6.639	0.0000892	10.78	0.000121
Model20	12.86	0.0000618	16.11	0.000106
Model21	23.50	0.000851	24.69	0.00149
Model22	48.57	0.00421	41.38	0.00427
Model23	178.7	0.0715	148.7	0.0293
Model24	341.5	0.213	272.8	0.0898
Model25	7.171	0.0000852	12.76	0.000244
Model26	13.68	0.000189	17.29	0.000424
Model27	24.07	0.000864	26.15	0.00198
Model28	47.54	0.00494	49.99	0.00396
Model29	116.3	0.061	113.0	0.0288
Model30	304.8	0.161	256.2	0.0982
Model31	7.407	0.00015	13.50	0.000344
Model32	14.59	0.000237	18.18	0.00114
Model33	24.45	0.000871	27.00	0.00227
Model34	45.98	0.00421	41.17	0.00436
Model35	160.0	0.0390	125.6	0.0276
Model36	292.8	0.161	238.6	0.0963

図-10 に、図-9 で示した箇所の主筋応力度の経時変化の例を基礎梁と上部梁について示す。いずれのモデルともひび割れ幅と同様に、解析初期に急激にひび割れ幅は大きくなるが次第に一定値に収れんした。表-4 と表-5 に、主筋応力度の最終値の結果を示す。

5. 考察

5.1 ひび割れ幅

図-11 に、部材角とひび割れ幅との関係を示す。いずれの結果とも、部材角が大きくなるほどひび割れ幅も大きくなる傾向を示したものの、ひび割れ幅は 0.3mm 以下

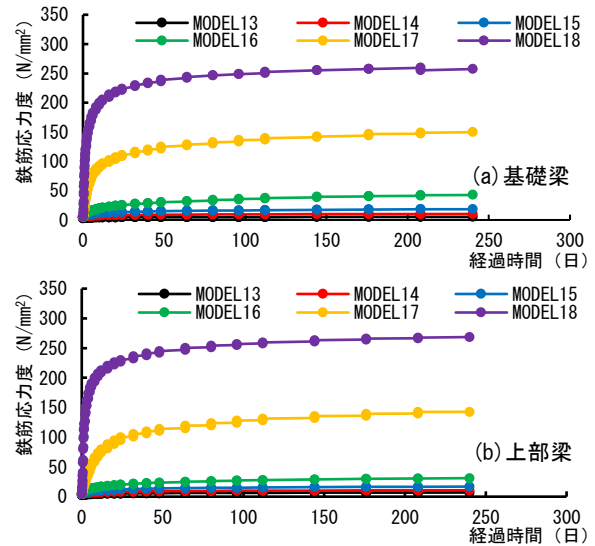


図-10 主筋応力度の経時変化

を示した。そのため、国土交通省告示 1653 号に示されているレベル 1（構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性の程度で瑕疵の存する可能性が低い）の範囲内であった。また、即時沈下モデル（凡例では即時）では、いずれの結果とも、コンクリートのクリープによる応力緩和の効果を得られないため、同等な部材角を示す圧密沈下モデル（凡例では即時以外）よりも大きな値を示した。

5.2 主筋応力度

ひび割れ幅の最大値を示した箇所の引張側主筋応力度について、図-12 に部材角と主筋応力度との関係を示す。部材角が大きくなるほど主筋 (SD345) の引張応力度は大きな値を示した。この傾向は、ひび割れ幅との関係より

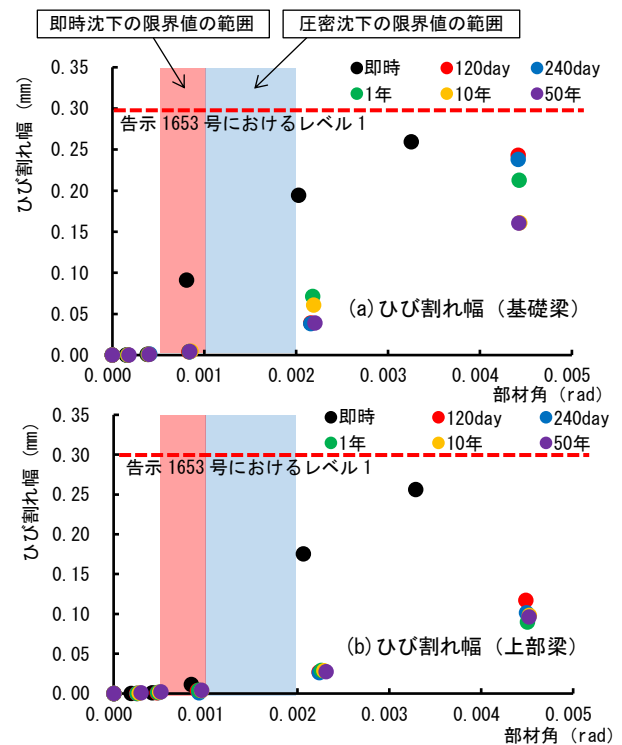
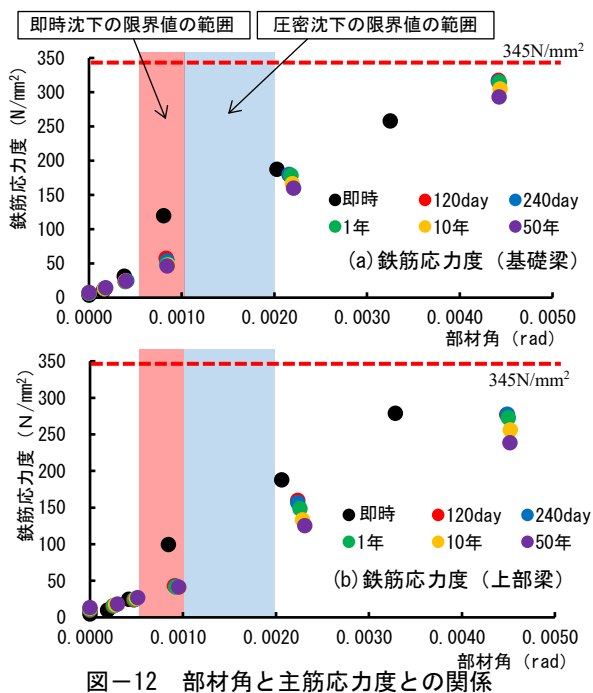


図-11 部材角とひび割れ幅との関係

も顕著であるうえ、即時沈下モデルと圧密沈下モデルとの差異は、ひび割れ幅の場合よりも小さな傾向を示した。また、ひび割れ幅とは異なり、小さな部材角であっても主筋には引張応力は発生し、不同沈下によって鉄筋に潜在応力が発生し、限界部材角内でも無視できない値となった。これらの結果は、主筋応力については、鉄筋自身はクリープ現象はほとんど生じないために、コンクリートのクリープによる応力緩和の効果は小さく、部材角に大きく影響を受けることを示しており、限界部材角の判断については、ひび割れ幅だけではなく、主筋応力についても考慮しなければならないことを示唆しているものと考えられる。



6. まとめ

本解析によって以下の知見を得た。

- 1) いずれのモデルについても塑性ひずみが生じ、ひび割れの確認ができたが、ひび割れ幅は0.3mm以下を示した。そのため、国土交通省告示1653号に示されているレベル1の範囲内であった。
- 2) ひび割れ幅における相対沈下モデルと圧密沈下モデルの違いは大きく、これはコンクリートのクリープの影響によるものと考えられる。
- 3) 主筋の引張応力度における相対沈下モデルと圧密沈下モデルの違いについて、両者の差異はひび割れ幅ほど大きくなく、コンクリートのクリープの影響は小さいと思われる。
- 4) ひび割れが生じる梁引張側の主筋の引張応力度は、部材角が大きくなるほどその値は大きくなるとともに、限界部材角内であっても無視できない結果を得た。

【謝辞】

本研究に当たり、松尾雅夫氏（安井建築設計事務所）ならびに佐藤知明氏（阪神高速技術）にご指導をいただきました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2023
- 2) 芳賀保夫：建築物の沈下量，土と基礎，Vol. 38, No. 8, pp. 41～46, 1990
- 3) 伊奈 潔・藤井 衛・ほか：戸建て住宅の不同沈下による障害と傾斜角および変形角の関係，日本建築学会構造系論文集，第614号，pp. 61～68, 2007
- 4) 横尾義貫・山肩邦男・佐藤 寛：軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察，日本建築学会構造系論文集，第65号，pp. 25～33, 1960
- 5) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：軟弱地盤における建築構造物の即日沈下および圧密沈下の三次元有限要素法解析，日本建築学会構造系論文報告集，第361号，pp. 123～131, 1986
- 6) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：建築構造物の施工進展を考慮した沈下過程解析，日本建築学会構造系論文報告集，第376号，pp. 62～70, 1987
- 7) 芳賀保夫：不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について（第3報）—剛性係数の応用—，日本建築学会構造系論文集，第207号，pp. 27～36, 1973
- 8) 大崎順彦：不同沈下と上部構造の応力，日本建築学会関東支部第18回研究発表会，第34号，pp. 45-48, 1955. 11
- 9) 松尾雅夫・山肩邦男：地盤の変形を考慮した鉛直荷重時立体架構の実用解法，日本建築学会構造系論文報告集，第455号，pp. 83～92, 1994. 1
- 10) 渡部嗣道・富田耕司・ほか：鉄筋コンクリート構造物のフルモデルによる乾燥収縮ひび割れ解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37 No. 2, pp. 85-90, 2015
- 11) 渡部嗣道・富田耕司・佐藤智明：有限要素法による床スラブの長期たわみ解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 42 No. 2, pp. 49-50, 2020
- 12) Nakamura, H and Higai, T: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, pp. 259-272, 1999, JCI
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2017
- 14) 大阪広域生コンクリートホームページ (<https://www.osaka-kouiki.or.jp/>): 普通コンクリート標準調査表（高性能AE減水剤），2018.3更新
- 15) 玉野慶吾・中村 光・上田尚史・国枝 稔：RCはり部材に対する曲げひび割れ進展挙動の解析的評価，土木学会論文集E2 70-1, pp. 76-91, 2014
- 16) 渡部嗣道・富田耕司・佐藤智明：有限要素法による床スラブの長期たわみ解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 42 No. 2, pp. 49-50, 2020